Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras

Vol. 25, 2, 183-209 (2020)

GLOBAL STABILITY AND DEFORMATION CAPACITY OF MEDIUM HEIGHT BUILDINGS OF CONFINED MAMPOSTERY DESIGNED WITH THE COMPLEMENTARY TECHNICAL RULES OF THE CITY OF MEXICO

Eric Fernando Espinosa Cazarín[(1)], Amador Terán Gilmore[(1)]

[(1)]Estudiante de Doctorado, Departamento de Materiales, Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco, Av. San Pablo 180, 02200 Ciudad de México, México.
Correo electrónico: al2171800189@azc.uam.mx, tga@azc.uam.mx

Received: November 2019. Accepted: January 2020

ABSTRACT

The current version of the Technical Complementary Requirements of the Mexico City Building Code was released on December 15 of 2017. To assess the global stability and deformation capacity of mid-rise confined masonry buildings analyzed and designed according to them, a series of nonlinear static analyses was carried out. Based on the results of these analyses, the pertinence of some of the current technical requirements for the design of masonry buildings is discussed.

Keywords: Confined masonry, mid-rise buildings, inter-story drift index, global ductility, nonlinear static analysis

ESTABILIDAD GLOBAL Y CAPACIDAD DE DEFORMACIÓN DE EDIFICIOS DE MEDIANA ALTURA DE MAMPOSTERÍA CONFINADA DISEÑADOS CON LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

RESUMEN

El 15 de diciembre de 2017 fue publicada la versión actual de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Para evaluar la estabilidad global y capacidad de deformación de edificios de mampostería confinada de mediana altura analizados y diseñados con dichas normas, se lleva a cabo una serie de analisis estáticos no lineales. Con base en los resultados de estos análisis, se discute la pertinencia de algunos de los nuevos requisitos técnicos vigentes en la Ciudad de México para el diseño de estructuras de mampostería confinada de mediana altura.

Palabras clave: Mampostería confinada, edificios de mediana altura, distorsión de entrepiso, ductilidad global, analisis estático no lineal

1 INTRODUCCION

El 15 de diciembre de 2017 fueron publicadas en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México la versión actual de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. En lo referente al diseño de las estructuras de mampostería, las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería (NTCDCEM, 2017) y las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTCDS, 2017) presentan una serie de cambios respecto a su versión de 2004 (una comparativa detallada de estos cambios puede encontrarse en Huerta-Carpizo et al. 2018). Uno de los cambios que más ha llamado la atención de la comunidad mexicana de ingeniería estructural es el relacionado con el incremento sustancial del límite de distorsión (γ) para el caso de muros de mampostería confinada con refuerzo horizontal. En particular, el valor de 0.01 considerado por la versión actual de las NTCDS duplica el considerado por el Apéndice A de la versión de 2004. Más allá de la discusión académica de las razones que puedan sustentar un cambio tan grande en la capacidad de deformación considerada para el diseño de este tipo de muros, se encuentra la implicación práctica de que el nuevo valor de γ hace posible el diseño de edificios de mampostería confinada con mucho mayor altura que la que era posible para la versión anterior. Como una manera de cuidar el diseño de lo que se espera sea una nueva generación de edificios de mampostería de mediana altura, los comités redactores de las NTCDS y las NTCDCEM decidieron castigar el diseño de edificios de más de 6 pisos. En particular, el valor del factor de comportamiento sísmico Q (que dentro del contexto de las NTCDS puede entenderse como la demanda máxima de ductilidad permitida con fines de diseño), normalmente igual a 2.0, debe reducirse en 0.5.

1.1 DISTORSIÓN LÍMITE

El nuevo valor para la distorsión límite correspondiente a muros de mampostería confinada con refuerzo horizontal, fue establecido con base en evidencia experimental obtenida recientemente en pruebas cuasi-estáticas y dinámicas llevadas a cabo en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (IINGEN-UNAM) y el Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED).

La Figura 1 muestra envolventes de *fuerza cortante contra distorsión* de 6 muros de mampostería confinada a escala natural sometidos a la acción de carga lateral reversible en el plano del muro y carga axial constante (σ=0.47MPa, donde σ representa el esfuerzo axial en compresión). Cada especimen contó con distintas cuantias de acero de refuerzo horizontal en las juntas. Se utilizaron bloques de concreto de paredes exteriores lisas y multiperforadas en el interior (Cruz-Olayo 2015). Puede observarse que los muros con una cuantía adecuada de refuerzo horizontal son capaces de alcanzar su resistencia máxima para valores de distorsión cercanos a 0.01. Para relacionar, de manera cualitativa, la deformación lateral con el nivel de daño en los muros, se presenta en la Figura 2 la evolución del daño en

los muros MB-3 y MB-5 para 3 condiciones de interés: a) primer agrietamiento por tensión diagonal; b) máxima capacidad resistente (en términos de fuerza cortante); y c) deformación última (establecida de manera subjetiva). De acuerdo con Pérez-Gavilán et al. (2018), el punto correspondiente a la resistencia máxima en la curva de capacidad de los muros suele quedar asociado a una condición de daño reparable. Una vez que la deformación del muro rebasa la asociada a este punto, el daño en los castillos alcanza un nivel tal que el muro ya no es económicamente reparable.

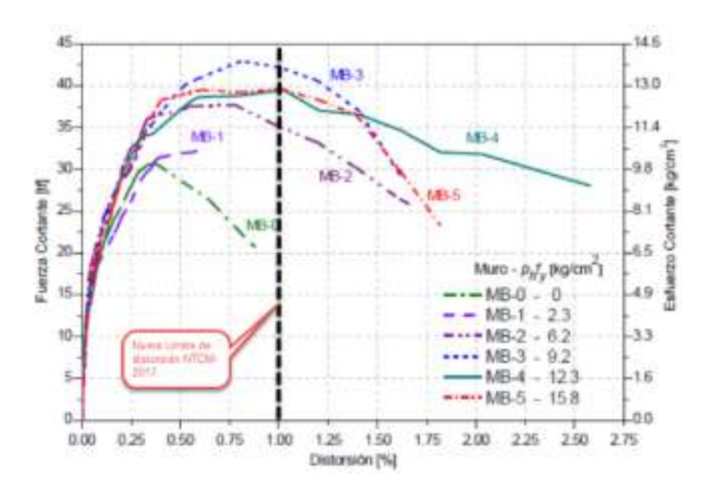


Figura 1. Envolventes *cortante-distorsión* de muros de mampostería confinada con distintas cuantías de refuerzo horizontal (modificada de Cruz-Olayo 2015)

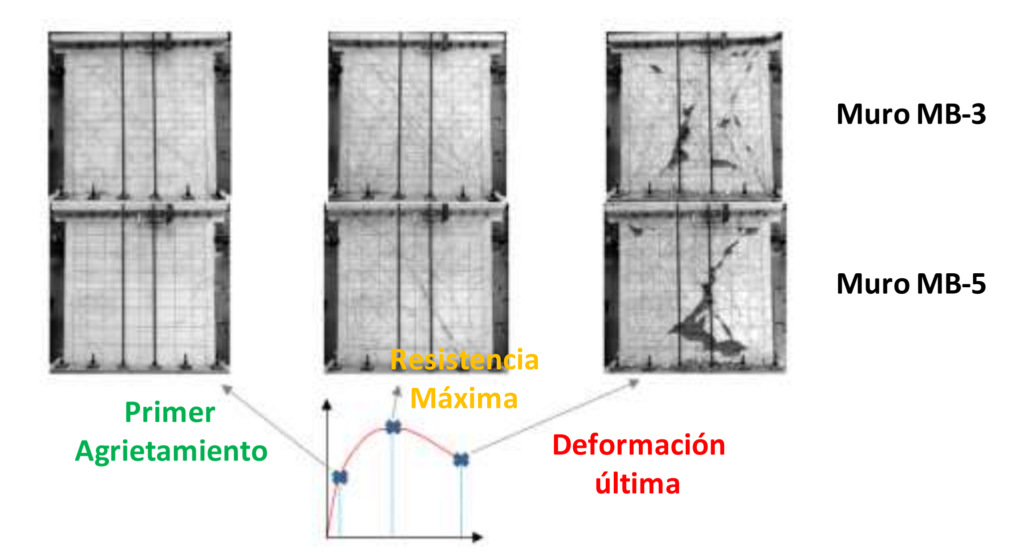


Figura 2. Niveles de daño asociado a umbrales característicos de desempeño estructural, muros de mampostería confinada MB-3 y MB-5 (Cruz-Olayo 2015)

En cuanto a pruebas dinámicas en mesa vibradora, Flores et al. (2016) ensayaron dos especímenes a escala 1:2 construidos con piezas macizas de arcilla

y sujetos a un esfuerzo axial de 0.1*MPa* por nivel. Mientras que el primero no contaba con refuerzo horizontal (M3ND-0), el segundo se construyó con una cuantía que podría considerarse como convencional dentro del ámbito mexicano (M3ND-1) ($\rho_h f_{yh}$=0.65*MPa*, donde ρ_h es la cuantía de acero horizontal y f_{yh} su esfuerzo de fluencia). De acuerdo con la Figura 3, la resistencia de los especímenes queda acotada por la suma de la resistencia en cortante de los dos muros cuadrados orientados en la dirección de análisis y ubicados en la planta baja. Los especímenes se sometieron a un acelerograma sintético establecido para representar las máximas demandas de aceleración que pudieran sufrir si estuvieran desplantados en la Ciudad de México. Para el caso del especimen con refuerzo horizontal, fue necesario escalar el acelerograma hasta en 3.5 veces.

Algunas de las conclusiones preliminares ofrecidas por los autores para el modelo M3ND-1 son: a) La falla en los muros resultó del agrietamiento por tensión diagonal; b) El refuerzo horizontal fluyó y se fracturó; y c) La distorsión última, asociada al punto de la envolvente en que el especimen reduce su resistencia a 80% de la máxima, fue de 1.7% La Figura 4 muestra curvas *cortante de entrepiso contra distorsión de entrepiso* del nivel en que falló del especimen (planta baja). Se observa que cuando el entrepiso alcanza una distorsión de 0.01, la resistencia del entrepiso está cercana al 90% de su resistencia máxima. Es apreciable además que en las pruebas dinámicas, la capacidad de deformación de los muros se incrementa con respecto a la observada en pruebas cuasi-estáticas. Al respecto, note que de acuerdo con la Figura 1, un muro cuadrado con refuerzo horizontal de 0.60MPa (similar a los considerados en las pruebas en mesa vibradora) alcanza una distorsión de 0.005 para el punto de resistencia máxima. Con base en lo anterior, Pérez Gavilán (2019) plantea que, de manera aproximada y empírica, el efecto dinámico de la carga duplica la capacidad de deformación lateral de un muro de mampostería con refuerzo horizontal.

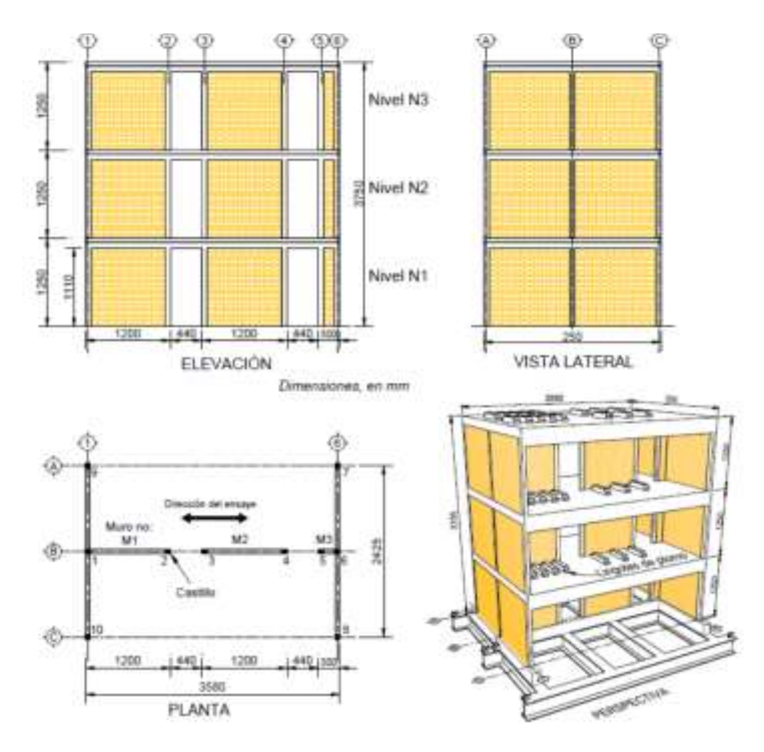


Figura 3. Geometría de los especímenes sometidos a pruebas dinámicas (Flores *et al.* 2016)

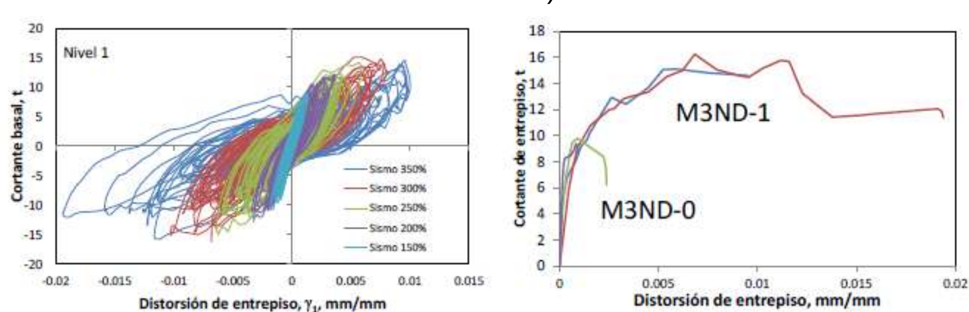


Figura 4. Curvas *cortante-distorsión* para el modelo M3ND-1 (Flores *et al.* 2016: a) Ciclos histeréticos; b) Envolventes

Vale la pena mencionar que el efecto dinámico de la acción sismica no necesariamente duplicará la capacidad de deformación lateral de todo muro de mampostería confinada, ni que una distorsión de 0.01 represente su capacidad de deformación lateral. En particular, la estabilidad del comportamiento de un muro, una vez que su deformación lateral rebasa aquella asociada al punto de resistencia máxima, depende de manera importante del nivel de carga axial en compresión que actúa en él. Por un lado, mientras mayor la carga en compresión, más inestable es la respuesta del muro, mayor la degradación de su comportamiento histerético, y menor su capacidad de deformación lateral. Esto puede apreciarse en la Figura 5a, que muestra envolventes *cortante contra distorsión* de muros de mampostería de block hueco ensayados por Flores (2019). Mientras que los muros MBR-1 a MBR-4 quedaron sujetos a un esfuerzo vertical en compresión de 0.3*MPa*; el muro MBR-5 no exhibió esfuerzo axial; y el muro MBR-6 quedó sujeto a un esfuerzo vertical en compresión de 0.6*MPa*. En particular, el muro sujeto al mayor esfuerzo en compresión, MBR-6, desarrolla una menor capacidad de deformación, y exhibe una pronunciada degradación de sus propiedades estructurales una vez que su deformación lateral rebasa la asociada a su resistencia máxima.

Además, conforme a lo mostrado en la Figura 5b, los efectos de segundo orden (P-Δ) se incrementan con un incremento en la carga axial en compresión actuante en el muro, lo que resulta, una vez más, en una mayor degradación de la resistencia lateral una vez que el muro se deforma más allá de su punto de resistencia máxima. Dado que la estabilidad del muro a grandes deformaciones depende de manera importante del efecto combinado de su degradación histerética y los efectos de segundo orden, no resulta pertinente usar las conclusiones derivadas de muros con bajos niveles de carga axial en compresión para anticipar la respuesta de muros sujetos a elevados esfuerzos de compresión. Es por tanto necesario tener cuidado en extrapolar los resultados obtenidos en un número limitado de estudios experimentales dinámicos llevados a cabo en sistemas de mampostería de pocos pisos.

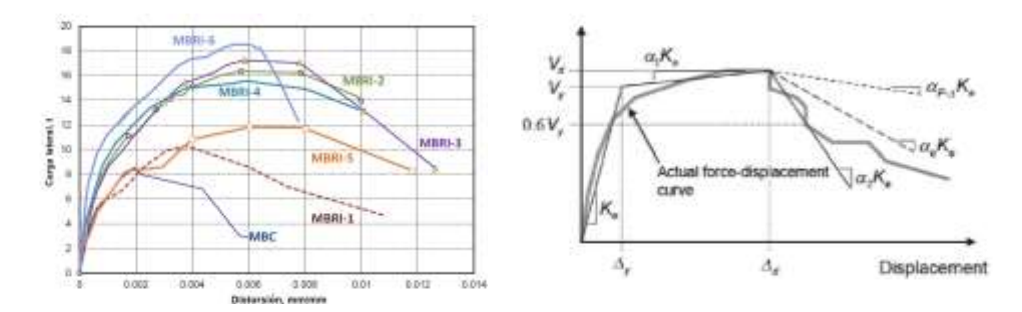


Figura 5. Degradación de propiedades estructurales: a) Efecto de la carga axial en la capacidad de deformación de muros de mampostería (Flores 2019); b) Efectos combinados de degradación histerética y de segundo orden (ASCE/SEI 2004)

1.2 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO (*Q*) PARA ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA DE MEDIANA ALTURA

En estructuras de mampostería cuya respuesta dinámica queda dominada por su modo fundamental de vibrar, la fuerza cortante se maximiza en la planta baja. Para edificios de mampostería con planta constante en altura, y bajo la consideración de que en cada piso los muros tienen el mismo armado, la planta baja suele ser, conforme a lo mostrado en la Figura 6**,** el piso más débil del sistema. Para un sistema así, Pérez Gavilan (2019) propone utilizar el modelo simple desarrollado por Paulay y Priestley (1992) para estimar la demanda máxima de ductilidad en la planta baja (μ_1) en función del número de niveles (n) y la demanda global de ductilidad (μ):

$$\mu_1 = 1 + (\mu - 1)n\alpha \quad (1)$$

Donde α es el factor de masa efectiva. Para el caso de un edificio con la misma altura de entrepiso y masa para todos los pisos:

$$\alpha = \frac{2n+1}{3n} \quad (2)$$

La Tabla 1 resume valores de μ_1, obtenidos con las Ecuaciones 1 y 2, para sistemas de mampostería con diferente número de pisos y demanda global de ductilidad. Con base en información experimental de la capacidad de deformación de muros de mampostería ensayados recientemente y una idealización elasto-plástica de su curva de capacidad, Pérez Gavilán (2019) estableció que para el caso de muros cuadrados de mampostería confinada con refuerzo horizontal con un esfuerzo axial de 0.49*MPa*, es factible diseñar edificios de 11 pisos o más bajo la consideración de una ductilidad global de 1.5, y de hasta 7 pisos para una ductilidad de 2.0. Esta observación fue considerada por los comités técnicos encargados de elaborar la versión actual de las NTCDS y las NTCDCEM para establecer un criterio que indica que para edificios de mampostería confinada con más de 6 pisos, el factor de comportamiento sismico debe reducirse en 0.5. Esto implica que, para edificios de mampostería confinada con refuerzo horizontal de más de 6 pisos, se use

durante el diseño un *Q* de 1.5 (en lugar del valor de 2.0 usado para estructuras de poco pisos). Vale la pena mencionar que, a pesar de la importancia de la carga axial en su capacidad de deformación lateral, dentro del contexto de uso de las NTCDS, el valor de diseño adoptado para *Q* no depende del nivel de carga axial en los muros de mampostería.

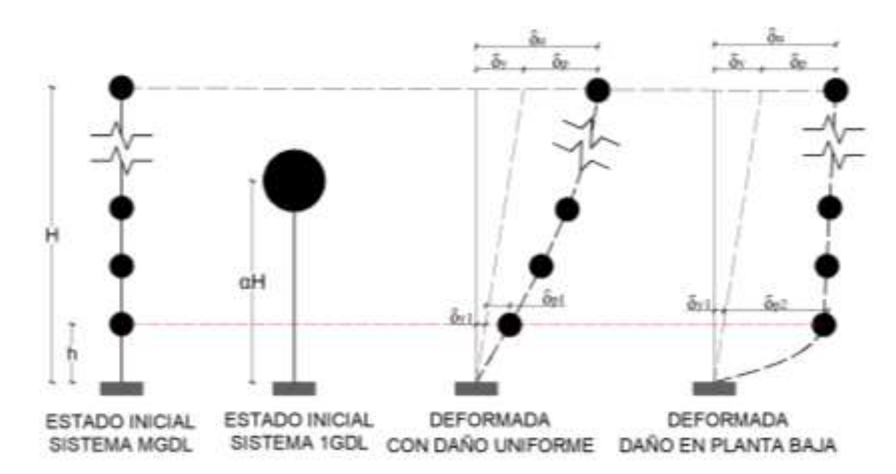


Figura 6. Variación de desplazamiento lateral en altura en estructuras con daño uniforme y con daño concentrado en planta baja

Tabla 1. Demanda de ductilidad en el primer nivel μ_1

n	*α*	*μ=1.0*	*μ=1.5*	*μ=2.0*
2	0.83	1.0	1.83	2.67
4	0.75	1.0	2.50	4.00
6	0.72	1.0	3.17	5.33
7	0.71	1.0	3.50	6.00
8	0.71	1.0	2.83	6.67

Otro aspecto que resulta importante destacar consiste en que las configuraciones arquitectónicas en planta de los edificios de mampostería requieren de muros de diversas longitudes. Dentro de este contexto, los cálculos presentados por Pérez Gavilan indican que para muros con relaciones de aspecto (*H/L*) menores que 0.5, el numero factible de pisos es de 3 niveles para una ductilidad global de 2; y de 7 pisos para una ductilidad global de 1.5.

2 DISEÑO DE EDIFICIOS BAJO CONSIDERACIÓN

Para entender el impacto que tienen los cambios introducidos en la versión más reciente de las NTCDS y NTCDCEM, en términos de la seguridad estructural de las edificaciones de mampostería de mediana altura construidas en la Ciudad de México, se diseñaron 4 edificios estructurados con base en muros de carga de mampostería confinada, reforzada horizontalmente, de piezas multiperforadas de concreto con dimensiones de 120 x 200 x 400*mm* (IBMEX BH9). Se consideraron edificios de 8 y 10 niveles, y dos plantas estructurales inspiradas en algunas de las

recopiladas por Cardel (2015). Se consideró un uso “habitacional”, de tal manera que los sistemas estructurales se clasifican como tipo II de acuerdo con las NTCDCEM, y como B2 de acuerdo con las NTCDS. Todos los sistemas estructurales exhiben regularidad de masa, rigidez y resistencia lateral, tanto en planta como elevación.

Inicialmente se usaron castillos con una sección de 150 x 120*mm* para todos los muros, y se consideró el agrietamiento en flexión y corte de los muros por medio de reducir en 50% las respectivas rigideces elásticas correspondientes a la sección gruesa (NIST 2014). Para definir el ancho de losa equivalente usado para establecer los modelos de análisis, y la consideración de los pretiles en dicho modelo, se siguieron las indicaciones del Apéndice B de las NTCDCEM. Las rigideces en flexión y corte de estos elementos también fueron afectadas por un factor de agrietamiento de 0.5.

2.2 PLANTA SIRIO

La Figura 7 muestra una planta de la configuración denotada Sirio. Se trata de una planta rectangular de 38 x 7*m* con un eje de simetría respecto a una de las direcciones principales de análisis. La altura de los entrepisos es 2.9*m*. El sistema de piso queda constituido por losas macizas con 10*cm* de peralte.

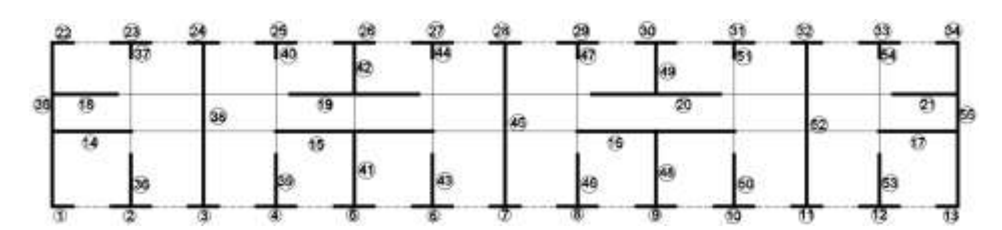


Figura 7. Planta estructural Sirio con numeración de muros

2.3 PLANTA AGRICOLA ORIENTAL

La Figura 8 muestra una planta de la configuración denotada Agrícola Oriental. Se trata de una planta con forma de “C” de 23.98 x 16.7*m* con un eje de simetría respecto a una de las direcciones principales de análisis. La altura de los entrepisos es 2.65*m*. El sistema de piso queda constituido por losas macizas con 12*cm* de peralte.

2.4 ACCIONES DE DISEÑO

Para tomar en cuenta la acción de las cargas gravitacionales, se calcularon los pesos de los elementos estructurales. Para los muros de mampostería se consideró un peso volumétrico (γ_m) de 19.12kN/m^3, y se incluyó el peso de aplanados y acabados. Para el concreto se consideró un peso volumétrico (γ_c) de 23.53kN/m^3.

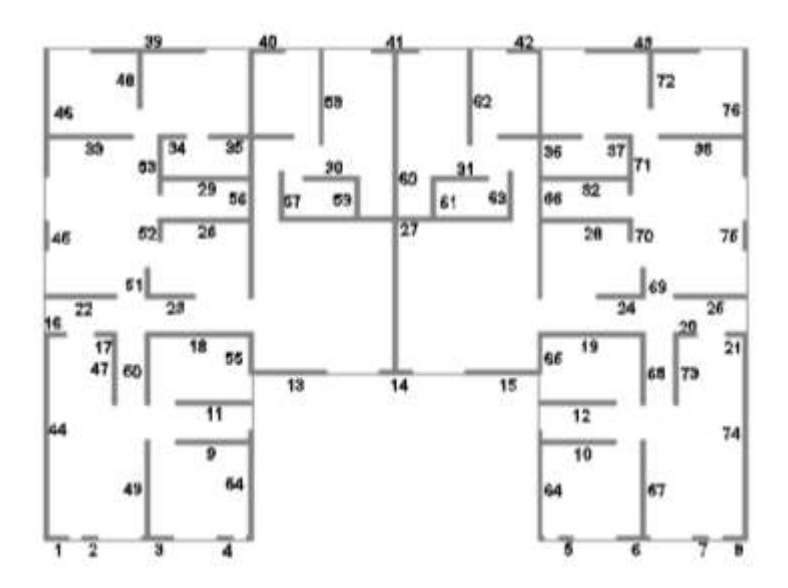


Figura 8. Planta estructural Agricola Oriental con numeración de muros

En cuanto a las cargas vivas; se consideraron los valores máximo (CV_{Max}) e instantáneo (CV_{inst}) bajo consideración en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTCCADEE). Se consideró admás la sobrecarga (*SCM*) reglamentaria. La Tabla 2 resume las cargas por unidad de área consideradas durante el diseño.

Tabla 2. Cargas gravitacionales utilizadas para el diseño de los edificios

Carga	Entrepiso	Azotea
	kN/m^2	
SCM	1.56	1.86
CV_{Max}	1.86	0.98
CV_{Inst}	0.98	0.68

Las acciones sísmicas se establecieron de acuerdo con lo indicado en las NTCDS. Para ello, se establecieron las condiciones de regularidad del sistema estructural y el valor de *Q*. Con este fin se consideró que los edificios se ubican en la *Zona de Lomas* de Ciudad de México. Los espectros de diseño, mostrados en la Figura 9, fueron establecidos con el *Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño* (SASID). Mientras que el espectro denotado ED_1 corresponde a un factor de irregularidad de 1, el espectro ED_2 corresponde a un factor de irregularidad de 0.8. Debido a que todos los edificios tienen más de 6 pisos, los espectros se establecieron para *Q* de 1.5. Mientras que el espectro ED_1 se utilizó para el diseño del edificio de 8 pisos con planta Sirio, el espectro ED_2 se utilizó para el diseño de los otros 3.

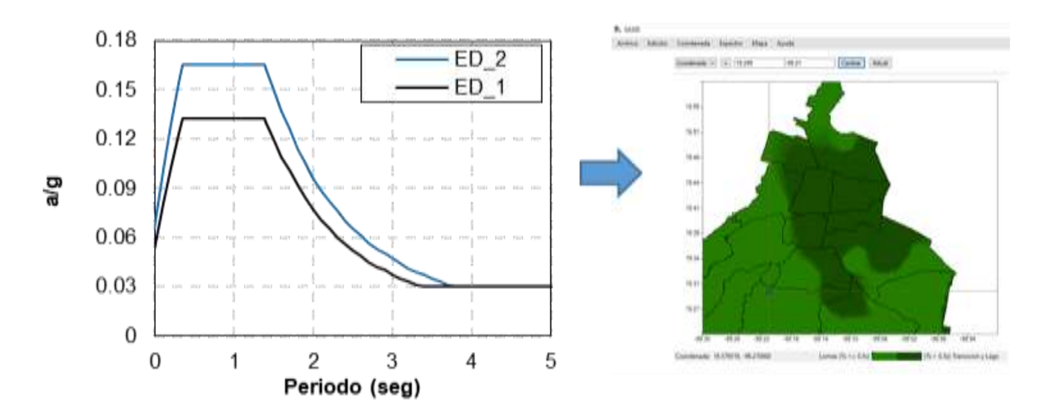


Figura 9. Acciones sísmicas de diseño: a) Espectros; b) SASID

2.5 ANALISIS ESTRUCTURAL

Para la construcción de los modelos de análisis, mostrados en la Figura 10, se utilizó el método de la columna ancha (de acuerdo con lo indicado en el apéndice B de las NTCDCEM), y el programa *Midas Gen*. Las propiedades mecánicas de la mampostería usadas en el modelo se obtuvieron de la ficha técnica del fabricante. Las propiedades mecánicas del concreto, resumidas en la Tabla 3, se estimaron de acuerdo con lo indicado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de estructuras de Concreto (NTCDCEC). Los analisis tomaron en cuenta los efectos *P-Δ*. La Tabla 4 resume las propiedades dinámicas de los 4 edificios en sus 2 direcciones principales de análisis.

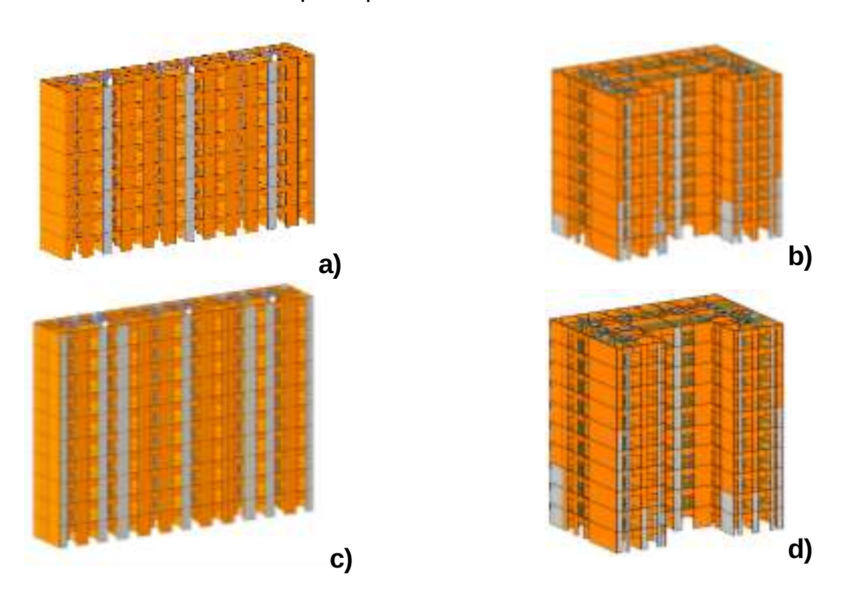


Figura 10. Modelos de analisis estructural: a) Sirio 8N; b) Agricola 8N; c) Sirio 10N; d) Agricola 10N

Tabla 3. Propiedades mecánicas de los materiales

Material	Módulo de Poisson	Módulo de elasticidad *E* (*MPa*)	Módulo de corte *G* (*MPa*)
Concreto	0.200	11095	4623
Mampostería	0.348	8728	3237

Tabla 4. Periodos en ambas direcciones de análisis de los edificios en estudio

Edificio	N° de Niveles	T_x (*seg*)	T_y (*seg*)
Sirio 8N	8	0.51	0.56
Sirio 10N	10	0.66	0.78
Agrícola 8N	8	0.52	0.47
Agrícola 10N	10	0.68	0.63

2.6 REVISIÓN DE DEFORMACIÓN LATERAL

Se revisó, de acuerdo con lo establecido en las NTCDS, que las distorsiones de entrepiso no rebasaran, para los estados límite de *control de daños* y *prevención al colapso*, los respectivos valores límite. La Figura 11 muestra la distribución en elevación de desplazamientos y distorsiones establecidas con análisis modales espectrales. Del lado izquierdo se presenta la revisión del estado límite de *control de daños*. Las líneas solidas negras y azules corresponden, respectivamente, a las plantas Sirio y Agricola en dirección X. Las discontinuas corresponden a la dirección Y. Del lado derecho se usa la misma convención para la revisión del estado límite de *prevención al colapso*. Las líneas verticales rojas indican los límites normativos. Es posible apreciar que los 4 edificios cumplen los requisitos normativos en términos de distorsión.

2.7 DISEÑO ESTRUCTURAL

Las resistencias de diseño en compresión (f'_m) y tensión diagonal (v'_m) de la mampostería fueron 11.96 y 0.98*MPa*, respectivamente. El esfuerzo nominal de fluencia (f_y) del acero de refuerzo en los castillos fue de 412*MPa*. El acero de refuerzo colocado como refuerzo horizontal entre las juntas de mortero tuvo un esfuerzo de fluencia nominal de 588*MPa*. Para el diseño en flexo-compresión de los muros, se utilizaron las ecuaciones del método optativo de las NTCDCEM.

Para el caso de los edificios con planta Sirio, se propuso una resistencia para el refuerzo horizontal ($\rho_h f_y$) de 0.73*MPa* para todos los muros, la cual se consiguió con 2 barras de ¼" a cada dos hiladas (S_h=424*mm*). Para los edificios con planta Agrícola, se propuso, en términos generales, una resistencia para el refuerzo horizontal cercana a la mínima (0.41*MPa*). Para ello se colocaron 2 barras de 5/32" a cada dos hiladas. Cuando así lo exigió el diseño de los muros, se incrementó la resistencia horizontal del refuerzo hasta 1.40*MPa* (1 barra de 5/32" y otra de 5/16" a cada hilada, S_h=212mm), valor muy cercano al máximo permitido por las NTCDCEM.

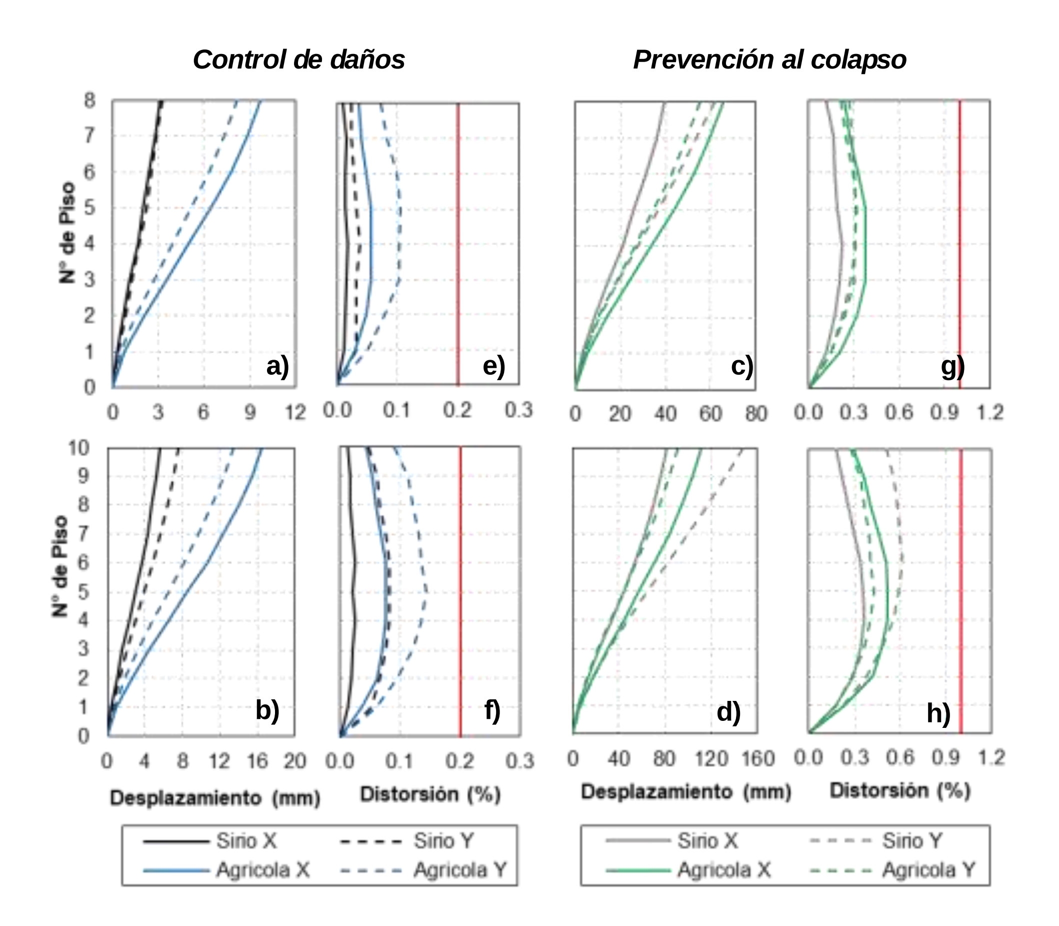


Figura 11. Distribución en altura de deformación lateral:
a) Desplazamiento control de daños, edificios de 8 niveles; b) Desplazamiento control de daños, edificios de 10 niveles; c) Desplazamiento prevención de colapso, edificios de 8 niveles; d) Desplazamiento prevención de colapso, edificios de 10 niveles; e) Distorsión control de daños, edificios de 8 niveles; f) Distorsión control de daños, edificios de 10 niveles; g) Distorsión prevención de colapso, edificios de 8 niveles; h) Distorsión prevención de colapso, edificios de 10 niveles

Algunos muros de los edificios no pudieron resolverse con mampostería, debido a que las NTCDCEM indican que si un muro desarrolla una fuerza resultante en tensión, su cortante resistente es igual a cero (V_{mR}=0). Cuando esto sucedió, se utilizaron muros de concreto reforzado, que se diseñaron de acuerdo con las NTCDCEC. Para ello, se consideró acero con esfuerzo de fluencia de 412*MPa* y un concreto f'_c de 19.8*MPa*. Los muros de concreto se indican en la Figura 10 con color gris.

Finalmente, vale la pena mencionar que la normatividad mexicana no establece requisitos de diseño para los pretiles del sistema estructural (también conocidos como antepechos o parapetos). Aunque el ingeniero estructural puede hacer algunas consideraciones de diseño al margen de lo indicado en las normas, es importante entender que la falta de recomendaciones explícitas puede llevar,

conforme a lo ilustrado en la Figura 12, a comportamientos no deseables, tanto en estructuras de mampostería simple como en aquellas de mampostería confinada.





Figura 12. Daño en estructuras de mampostería: a) Falla en corte de pretil en estructura de mampostería simple (Dazio y Beyer 2010); b) Falla en corte de muros en edificio de mampostería confinada

3 ANALISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Para estimar las propiedades estructurales globales de los edificios se establecieron, con análisis estáticos no lineales, sus curvas de capacidad en las 2 direcciones principales de análisis. Debido a que el diseño en flexocompresión de los muros de mampostería se hizo con las ecuaciones del método optativo de las NTCDCEM, su capacidad en flexión real resultó mucho mayor que su capacidad en corte (Espinosa Cazarín et al. 2014). Por ende, el comportamiento y daño en los muros de mampostería de todos los edificios quedan dominados por efectos de corte, de tal manera que debe usarse el modelo modificado de la columna ancha, mostrado en la Figura 13, para su modelado no lineal (Terán-Gilmore et al. 2009). Vale la pena mencionar que este modelo, de plasticidad concentrada, considera una columna ancha para modelar el muro, y que el comportamiento no lineal se concentra en resortes no lineales en corte. A la fecha se han propuesto diversas alternativas que pueden usarse para establecer las propiedades de los resortes no lineales en corte. Entre ellas, pueden mencionarse las de Flores y Alcocer (2001), Tomaževič y Klemenc (1997), Riahi et al. (2009), Sugano et al. (2014), Fernandez-Baqueiro et al. (2016) y Yekrangnia et al. (2017). Todos estos modelos son fenomenológicos (de naturaleza empírica), de tal manera que solo son aplicables a muros con características similares a los que se usaron para su calibración.

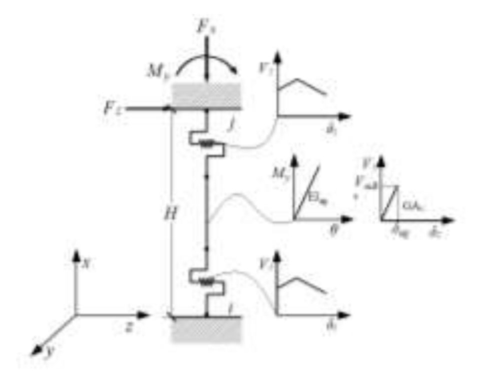


Figura 13. Modelo modificado de la columna ancha (Terán-Gilmore et al. 2009)

3.2 PROPUESTAS DE CURVAS CORTANTE-DISTORSIÓN Y DETALLES DE MODELADO

En este artículo se usa para caracterizar el comportamiento no lineal en corte de los muros de mampostería, una curva envolvente trilineal que considera el conocimiento más reciente que se tiene en cuanto a la influencia de la geometría, la existencia y cantidad de refuerzo horizontal, y el nivel de carga axial, en la capacidad de deformación de los muros. La curva se calibró con un procedimiento similar al usado por Fernandez-Baqueiro et al. (2016). Con tal fin, se consideró la información obtenida experimentalmente en pruebas cuasi-estáticas por Fernandez-Baqueiro et al. (2016), Perez-Gavilan et al. (2015), Cruz-Olayo (2015) y Lovon et al. (2018). Las resistencias asociadas al primer agrietamiento por tensión diagonal y al punto de resistencia máxima se establecieron con las ecuaciones de las NTCDCEM. La resistencia ultima se tomó igual a 1.1 veces la resistencia a primer agrietamiento. La capacidad de deformación de los muros se estableció, de acuerdo con lo indicado en la Tabla 5, bajo la consideración de tres factores: la relación de aspecto (α), la cuantía de refuerzo horizontal (β) y el nivel de carga axial (γ). V_{mR} y V_{sR} son, de acuerdo con las NTCDCEM, la resistencia con que la mampostería y el refuerzo horizontal contribuyen a la resistencia en corte del muro. La Figura 14 compara las estimaciones hechas con el modelo propuesto para las distorsiones asociadas a resistencia máxima y capacidad de deformación última con las medidas experimentalmente.

El comportamiento no lineal de los pretiles, secciones de losa equivalente y muros de concreto con relación de aspecto igual o mayor que 2, se definió a partir de su comportamiento en flexión caracterizado numéricamente con diagramas *momento-curvatura* y diagramas de interacción obtenidos con el programa XTRACT (Chadwell et al. 2004). Para caracterizar el comportamiento no lineal en flexión de dichos elementos estructurales en el programa MIDAS Gen, se utilizaron diagramas *momento-rotación*. El momento de fluencia M_y de dichos diagramas se estableció a partir del momento de fluencia correspondiente al diagrama *momento-curvatura* de la sección transversal que desarrolla el comportamiento no lineal. La rotación de fluencia de la articulación plástica se estimó a partir de la rigidez agrietada establecida con el diagrama *momento-curvatura*, bajo la consideración de si el miembro estructural se deforma en curvatura simple o doble. La pendiente post-elástica se estableció como un porcentaje de la rigidez elástica agrietada del diagrama momento-rotación. Finalmente, el comportamiento no lineal de los muros de concreto con relaciones de aspecto menores que 2 se estableció con la propuesta de Carrillo y Alcocer (2012).

Más allá de la importancia de modelar adecuadamente el comportamiento no lineal de los elementos estructurales de los edificios, vale la pena comentar algunos aspectos relevantes en cuanto al modelado con el método de la columna ancha del comportamiento elástico de los muros. Al respecto, el Apéndice B de las NTCDCEM indican que el modelado de muros largos (definidos como aquellos con $L/H \geq 1.4$), que posean castillos intermedios podrá hacerse por medio de dividirlos en uno o más segmentos, cada uno de los cuales podrá ser modelado con una columna ancha. Esta posibilidad se basa en la discusión ofrecida por Taveras (2008). Si bien, esta opción puede considerarse razonable en algunos casos, el modelado bajo consideración en este artículo solo consideró una columna ancha para cada muro, independientemente de si pudiera considerarse largo o no. Lo anterior se hizo así

por dos razones: a) Las pruebas experimentales en muros largos han mostrado que el patron de agrietamiento diagonal cruza todo el muro, de tal manera que el muro entero trabaja como una unidad para resistir el cortante actuante en él; y, b) En edificios altos el comportamiento en flexión del muro es de gran relevancia para la respuesta del sistema estructural, y el uso de varios segmentos para modelar un muro complica enormemente el planteamiento de un modelo capaz de caracterizar correctamente este comportamiento.

Tabla 5. Modelo curva fuerza distorsión propuesto

Resistencia a Cortante	**Distorsiones (*DI*)**	
$V_{cr} = V_{mR}$	$DI_{cr} = \frac{V_{cr}}{K_0 H}$	
$V_{max} = V_{mR} + V_{sR}$	$DI_{max} = 0.003\alpha_{max}\beta_{max}\gamma_{max} \leq 0.015$	
$V_u = 1.1V_{cr}$	$DI_u = 0.005\alpha_u\beta_u\gamma_u \leq 0.025$	
Parámetros geométricos (factor *α*)		
$H/L \leq 0.5$	$\alpha_{max} = 0.6$	$\alpha_u = 0.75$
$0.5 > H/L \leq 1.0$	$\alpha_{max} = 1.0$	$\alpha_u = 1.2$
$1 > H/L \leq 2.0$	$\alpha_{max} = H/L$	$\alpha_u = 1.2(H/L)$
$H/L > 2.0$	$\alpha_{max} = 2.0$	$\alpha_u = 2.4$
Parámetros del acero de refuerzo horizontal (factor *β*)		
$\rho_h f_{yh} < 0.2255$	$\beta_{max} = 1$	$\beta_u = 1$
$0.2255 \geq \rho_h f_{yh} \leq 1.20$	$\beta_{max} = 1.394\rho_h f_{yh} + 1.6355$	$\beta_u = 2.773\rho_h f_{yh} + 0.9225$
$\rho_h f_{yh} > 1.20$	$\beta_{max} = 3.3$	$\beta_u = 4.12$
Parámetros del nivel de carga axial (factor *γ*)		
$0 > \sigma_v \leq 1.5MPa$	$\gamma_{max} = -0.612\sigma_v + 1.3$	$\gamma_u = -0.7346\sigma_v + 1.36$
$\sigma_v > 1.50MPa$	$\gamma_{max} = 0.382$	$\gamma_u = 0.258$

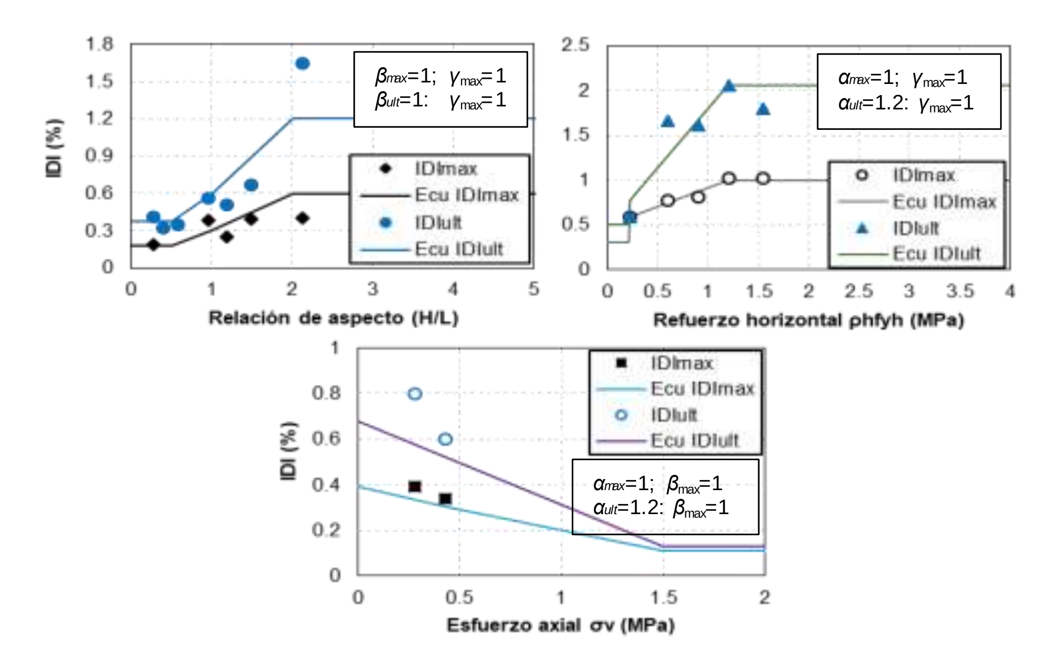


Figura 14. Calibración de factores α, β y γ con resultados experimentales

3.3 CURVAS DE CAPACIDAD

La Figura 15 muestra las curvas de capacidad de los edificios. Se consideran ambas direcciones principales de análisis: longitudinal (dirección X) y transversal (dirección Y). De acuerdo con las curvas de capacidad, la capacidad de deformación de los edificios se incrementa con un incremento en su altura. En los cuatro casos estudiados, la dirección transversal exhibe una menor capacidad de deformación. Puede observarse además que una vez que se alcanza la resistencia máxima, solo es necesario un incremento mínimo de desplazamiento lateral para que los edificios desarrollen inestabilidad global. Puede decirse entonces que, bajo la consideración de un estado de deformación lateral monótonamente creciente, todos los edificios transitan de manera súbita de un estado de daño estructural reparable a su inestabilidad estructural.

La Figura 16 presenta distribuciones en elevación de desplazamiento y distorsión. Se consideran distribuciones para los casos en que un primer muro en el edificio alcanza los siguientes umbrales de comportamiento: primer agrietamiento por tensión diagonal (δ_{ag}, línea solida), resistencia máxima (δ_{max}, línea intermitente), y capacidad última de deformación ($\delta_{ult,}$ línea punteada). Para la dirección longitudinal, las líneas negras corresponden a los edificios Sirio, y las azules a los edificios Agrícola. Para la dirección transversal se usan, respectivamente, los colores gris y verde. Vale la pena mencionar que ninguno de los edificios estudiados pudo alcanzar una distorsión de entrepiso del 1% sin que desarrollara un entrepiso blando. Lo anterior implica que si la capacidad de deformación de los muros se establece con información experimental obtenida en pruebas cuasi-estáticas, los edificios son incapaces de alcanzar la distorsión límite especificada en las NTCDS sin desarrollar un entrepiso blando.

Las Figuras 17 y 18 indican el nivel de daño para cada uno de los muros de los edificios para los casos en que un primer muro alcanza su resistencia máxima y desplazamiento último. Los círculos de color azul indican comportamiento elástico (antes del primer agrietamiento). El color turquesa indica que el muro ha ingresado al rango de comportamiento no lineal, específicamente a la zona de pendiente positiva antes de alcanzar su resistencia máxima; el color verde que ha rebasado el punto de resistencia máxima; y el color naranja que la deformación del muro rebasó su capacidad última. Finalmente, el color rojo indica que el muro a perdido el 100% de su resistencia.

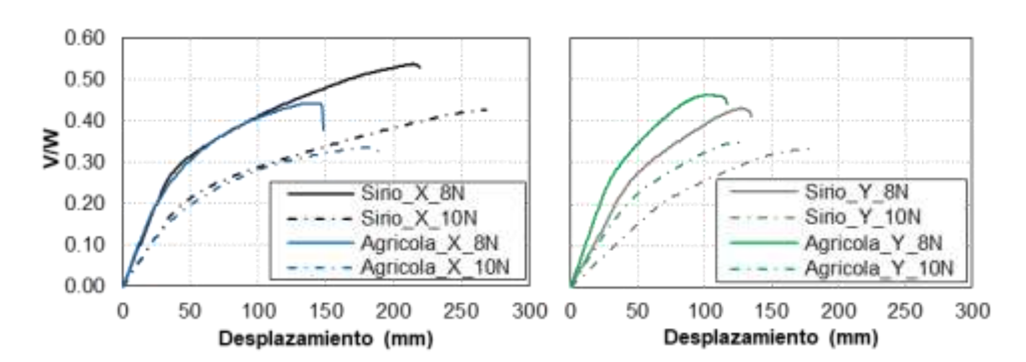


Figura 15. Curvas de capacidad en ambas direcciones de análisis

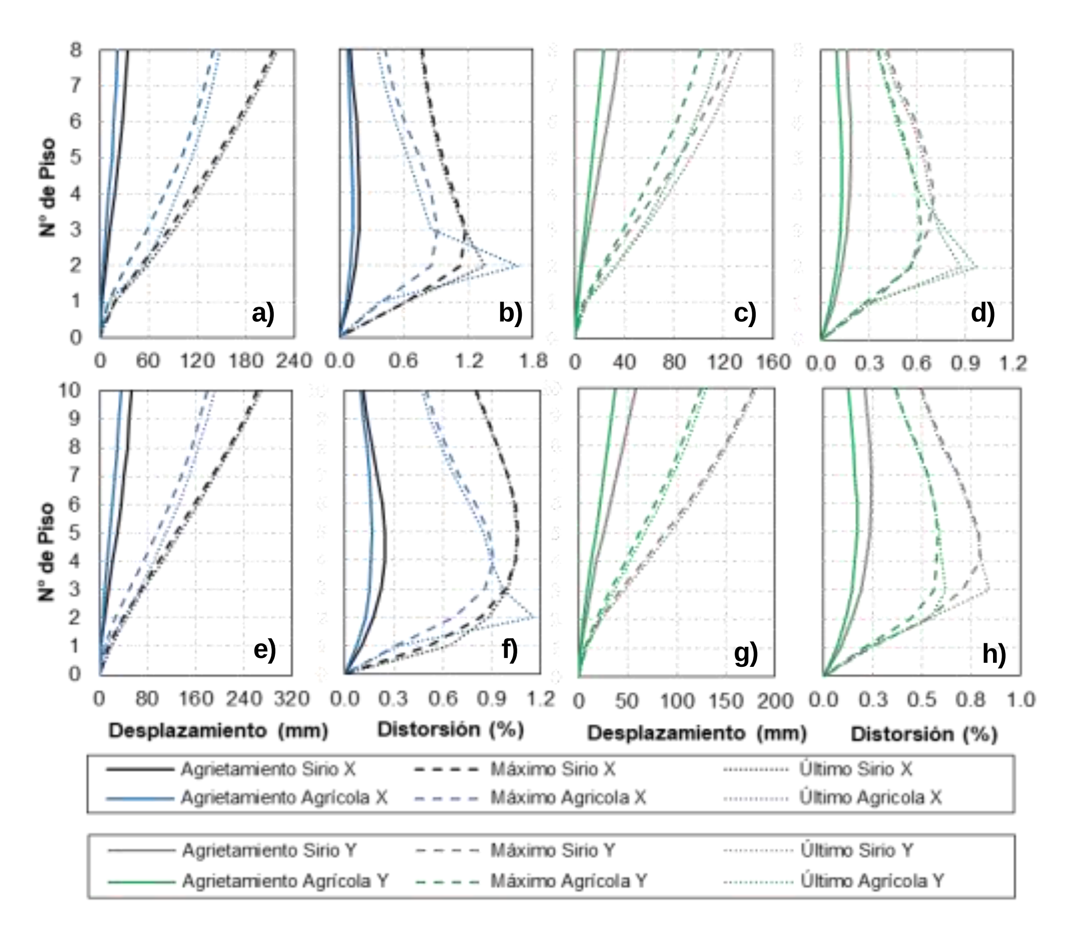


Figura 16. Distribuciones en elevación de desplazamientos y distorsiones para los casos en que un primer muro del edificio alcanza su primer agrietamiento, resistencia máxima y deformación última

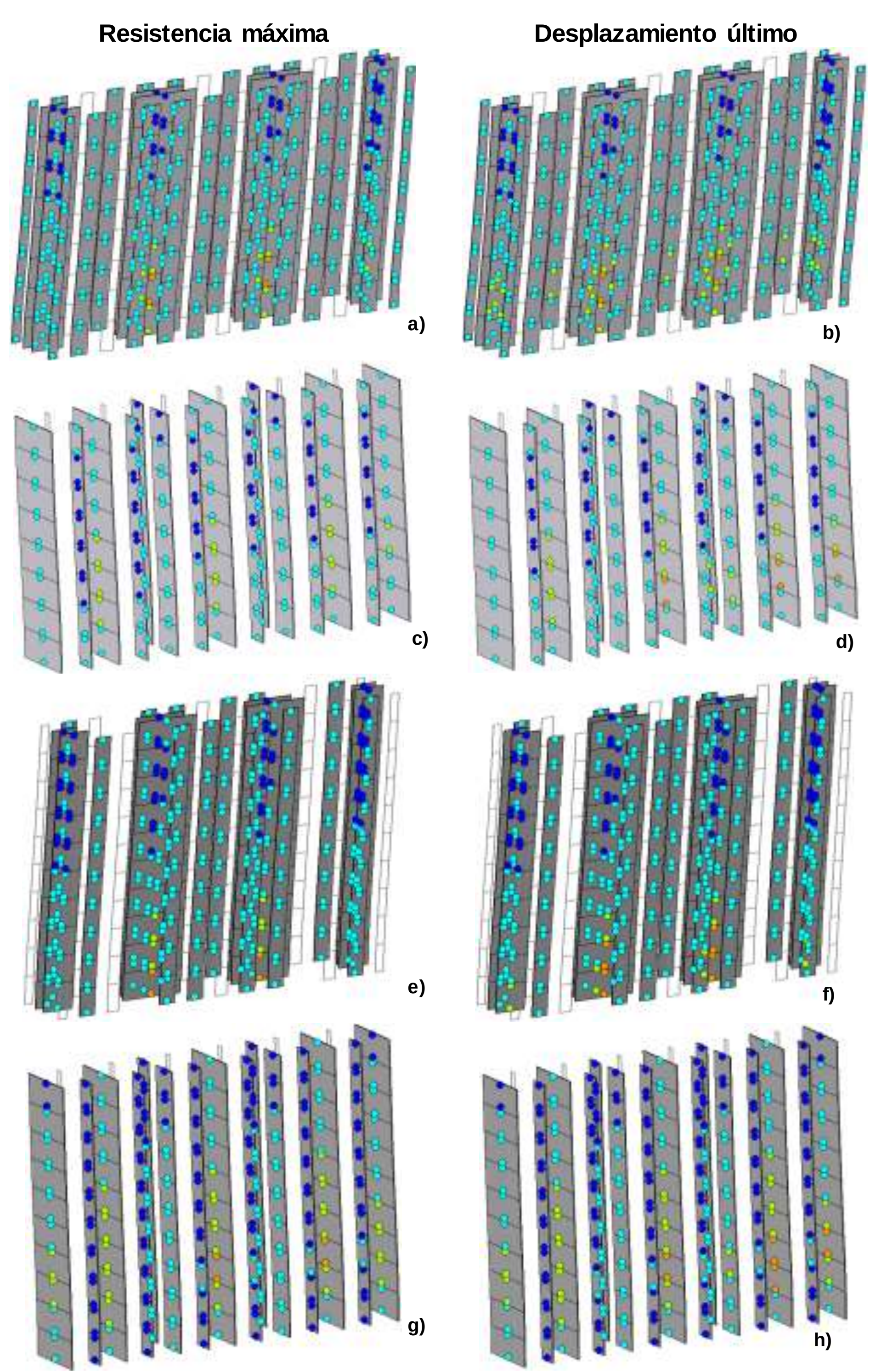


Figura 17. Estado de daño en los muros para los casos en que un primer muro en los edifcios alcanza su resistencia máxima (izquierda) y su desplazamiento último (derecha); Edificios Sirio 8N y 10N

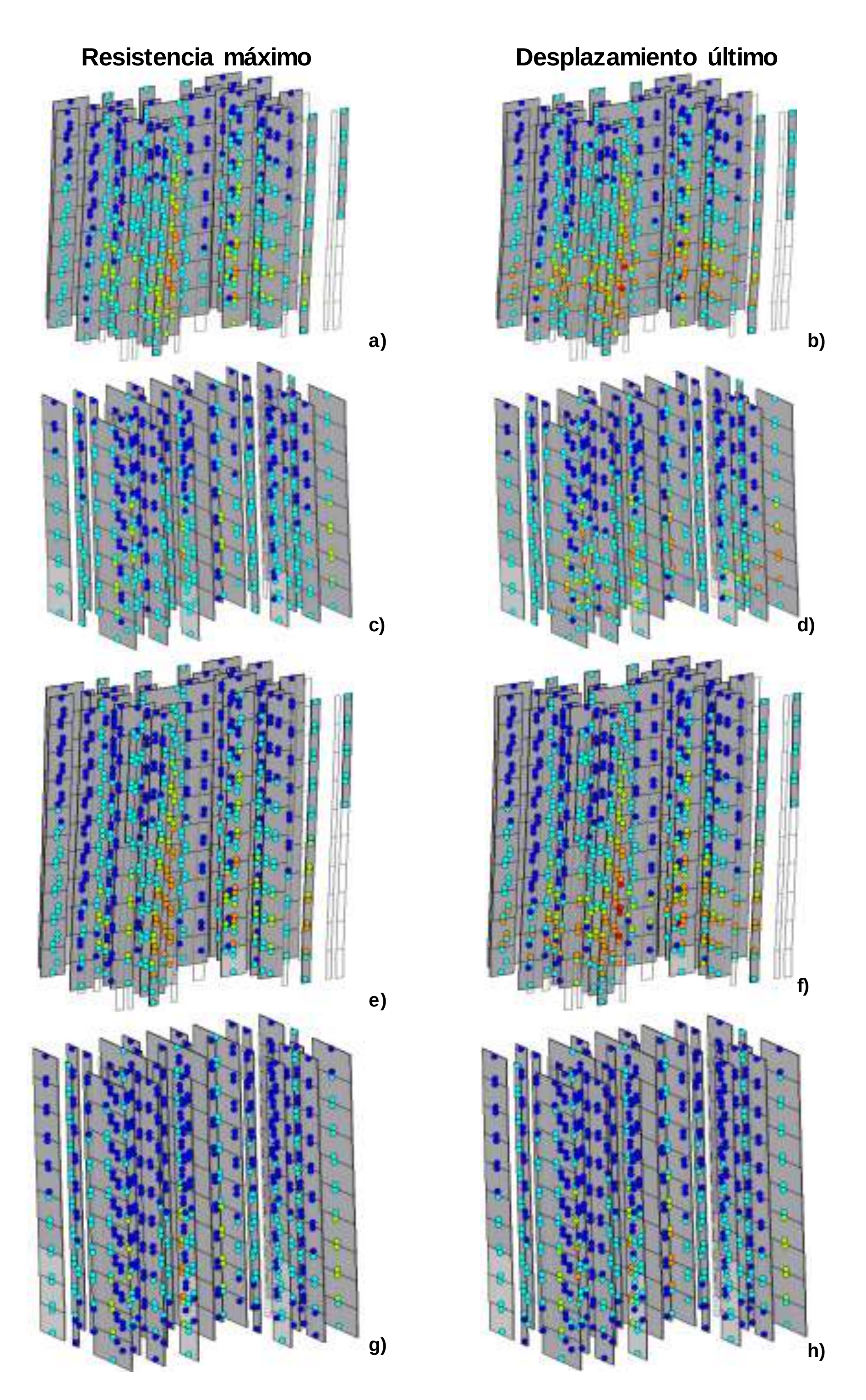


Figura 18. Estado de daño en los muros para los casos en que un primer muro en los edifcios alcanza su resistencia máxima (izquierda) y su desplazamiento último (derecha); Edificios Agricola 8N y 10N

3.4 CONSIDERACIÓN DEL *EFECTO DINÁMICO* EN CURVAS DE CAPACIDAD

Dado que una de las argumentaciones de mayor peso, hecha por los comités encargados de actualizar las NTCDS y las NTCDCEM para incrementar la distorsión límite de los muros de mampostería, es que en pruebas dinámicas se ha observado que la capacidad de deformación de los muros "se duplica", se consideró relevante tomar en cuenta ese efecto en los estudios que aquí se reportan. Aunque con anterioridad se puso en duda que se cuente con información experimental suficiente para hacer tal consideración, a continuación se toma en cuenta *el efecto dinámico* de la acción sísmica en la capacidad de deformación ultima de los muros. A falta de mayor información, se hizo de manera simplista la consideración de que la distorsión correspondiente a la resistencia máxima (DI_{max}) y deformación ultima (DI_u) de los muros se duplica con respecto a lo indicado en la Tabla 5. Además, se incrementa el cortante resistente asociado al punto de deformación ultima a 0.8 el cortante asociado al punto de resistencia máxima. Con esta nueva propuesta para caracterizar el comportamiento no lineal en corte de los muros, se elaboraron modelos no lineales de plasticidad concentrada para los 4 edificios en estudio.

La Figura 19 muestra las curvas de capacidad que consideran el *efecto dinámico* de la acción sísmica en la capacidad de deformación de los muros. Aunque como era de esperarse, la capacidad de deformación de los edificios se incrementa, es muy importante notar que este incremento no es del doble debido a que todos ellos continúan desarrollando, de acuerdo con lo mostrado en la Figura 20, un entrepiso blando. Lo anterior sugiere que es necesario considerar con mucho cuidado el valor límite de distorsión asignado por las NTCDS a los muros de mampostería, ya que aceptando sin conceder, que el *efecto dinámico* de la acción sísmica duplique la capacidad de deformación de los muros, esto no es así para el sistema estructural en su conjunto, situación que contrasta con el hecho de que dentro del contexto del análisis elástico prescrito por las NTCDS, duplicar la distorsión límite de los muros implica duplicar la capacidad de deformación de todo el edificio.

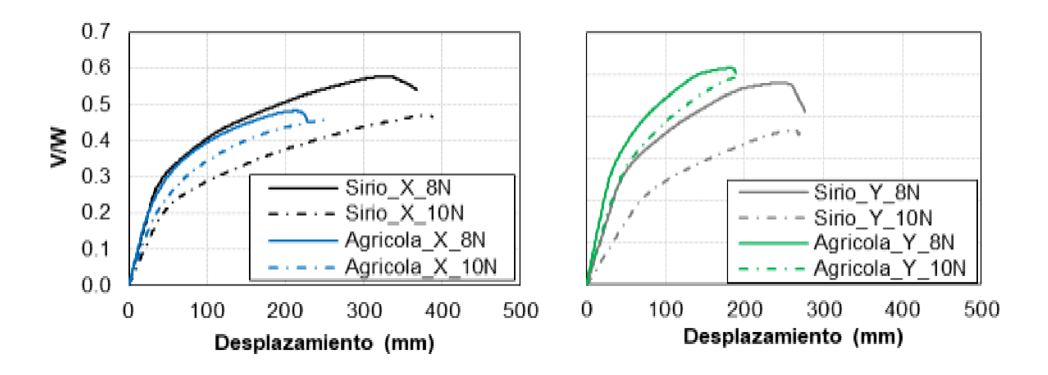


Figura 19. Curvas de capacidad en ambas direcciones de análisis bajo la consideración del *efecto dinámico*

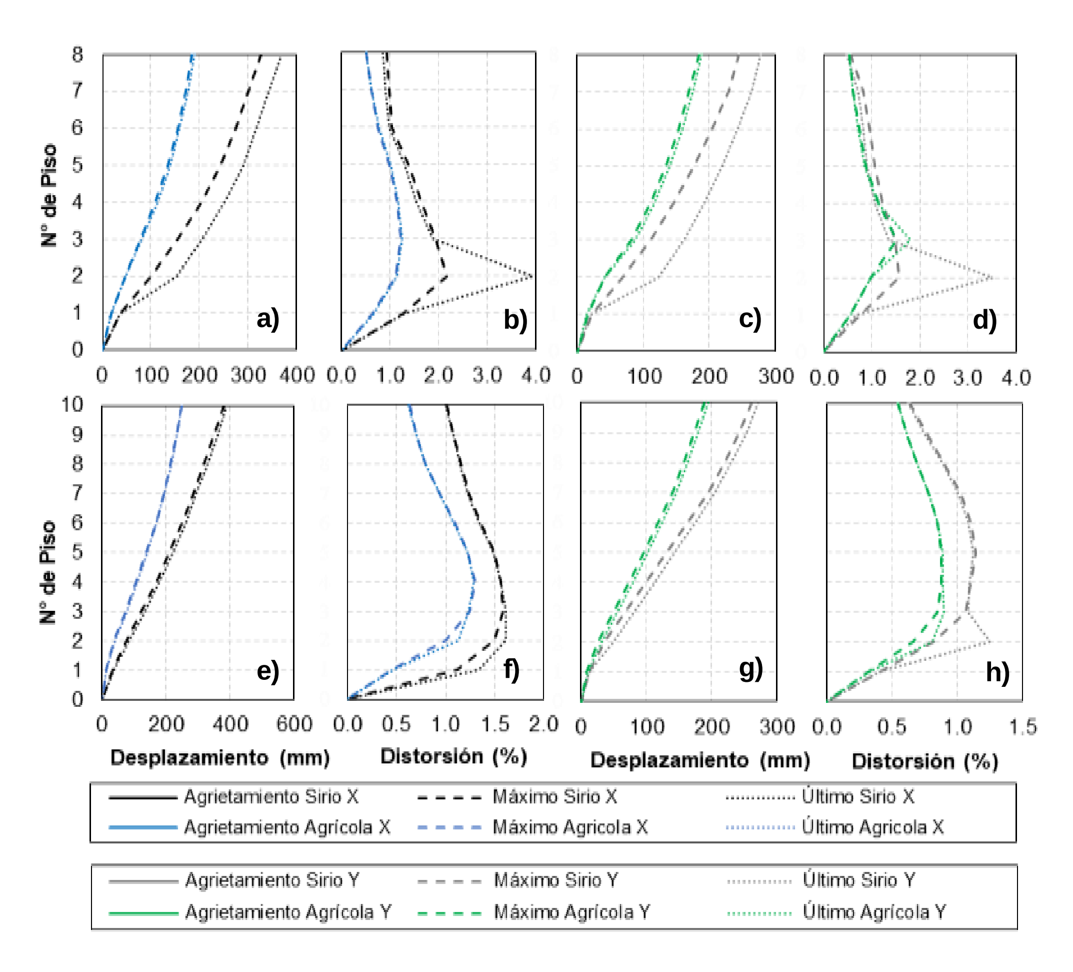


Figura 20. Distribuciones en elevación de desplazamientos y distorsiones para los casos en que un primer muro del edificio alcanza su primer agrietamiento, resistencia máxima y deformación última, bajo la consideración del *efecto dinámico*

Para explicar porque, una vez que se considera el comportamiento no lineal de los muros, el incremento en la capacidad de deformación local de un muro no se refleja en un incremento similar en la capacidad de deformación global del sistema estructural, la Figura 21 presenta de manera esquemática el comportamiento lateral de una estructura de mampostería confinada sujeta a diferentes niveles de deformación lateral (note que, aunque la figura considera un patrón triangular de cargas laterales, la discusión hecha a continuación es válida para cualquier patrón de cargas). A bajos niveles de deformación y esfuerzo, un incremento en el desplazamiento lateral del sistema resulta en un incremento en el cortante actuante en cada muro. Sin embargo, una vez que el muro de la planta baja se desplaza más alla del punto asociado a su resistencia máxima (V_{max}), ingresa a la zona de pendiente negativa dentro de su curva de capacidad, lo que resulta en un decremento en la fuerza cortante que actúa en él. Debido a que el muro de la planta baja soporta al ubicado en la planta alta, la descarga de cortante en el primero resulta por fuerza en una descarga en el segundo. Sin embargo y dado que el muro de la planta alta no ha alcanzado su punto de resistencia máxima, una descarga en

él resulta en una reducción de su deformación lateral, lo que provoca que el muro de la planta baja acomode un porcentaje cada vez mayor de la deformación lateral del sistema estructural, y que el sistema estructural en su totalidad exhiba una reducción notable en su capacidad de deformación en relación a la capacidad de deformación de cada uno de sus muros. Vale la pena mencionar que la reducción en la capacidad de deformación lateral de un sistema estructural de mampostería se exacerba conforme se incrementa su número de pisos, ya que la planta baja debe concentrar la deformación lateral que corresponde a varios entrepisos.

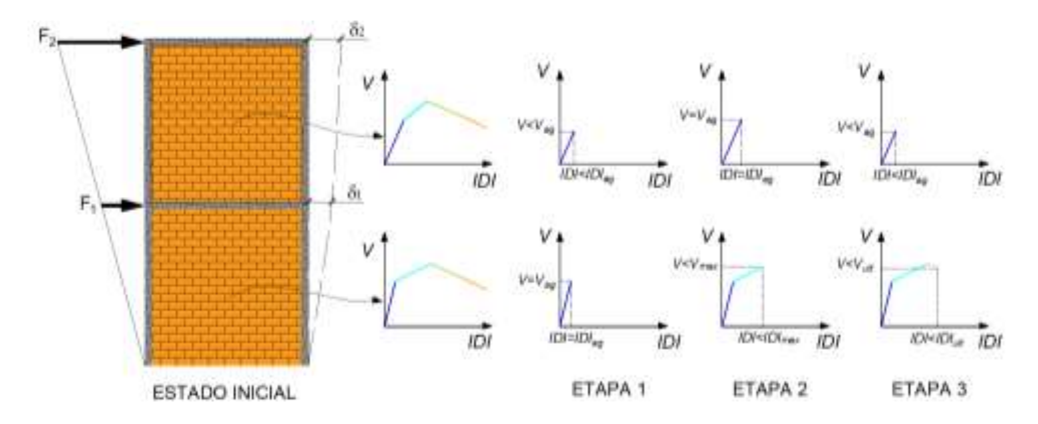


Figura 21. Proceso de formación de un entrepiso blando en una estructura de mampostería**.**

3.5 CÁLCULO DEL FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

A partir de las curvas de capacidad es posible estimar la ductilidad última desarrollada por los edificios y, en función de esta, el factor de comportamiento sísmico (*Q*) para su diseño. Con tal fin, se establece una idealización bilineal de las curvas de capacidad con el concepto de igualdad de áreas. Una vez definido el punto de fluencia (δ_y y V_y), es posible estimar la ductilidad última

$$\mu_u = \frac{\delta_u}{\delta_y} \tag{3}$$

Con fines de diseño, la ductilidad máxima permisible para el sistema estructural (μ_{max}) debe ser menor que μ_u. Dentro del contexto de uso de las NTCDS:

$$Q = \mu_{max} \tag{4}$$

La Tabla 6 presenta las valores de μ_u establecidos, sin considerar el efecto dinámico, con una idealización elasto-plástica perfecta de las curvas de capacidad de los 4 edificios. Además, se presentan valores de μ_{max}, establecidos a partir de considerar que la ductilidad máxima permitida en el sistema estructural durante el sismo de diseño es 60% de μ_u. Aunque para la mayoría de los casos contemplados en la tabla, el Q = 1.5 considerado durante su diseño parece razonable, hay casos en que el valor de μ_{max} se acerca demasiado al valor de diseño, e incluso casos en que se tienen valores sustancialmente menores que 1.5. Es importante mencionar

que los valores bajos de μ_{max} para algunos edificios son consecuencia directa de la formación de un entrepiso blando

Tabla 6. Valores de μ establecidos, sin consideración del *efecto dinámico*, con una idealización elasto-plástica perfecta

Edificio	Dirección	δ_y (mm)	V_y (kN)	δ_u (mm)	μ_u	μ_{max}
Sirio 8N	X	55	8770	219	3.98	2.39
	Y	63	7400	135	2.14	1.28
Agricola 8N	X	55	10900	148	2.69	1.61
	Y	45	11190	116.76	2.59	1.55
Sirio 10N	X	72	8570	267.90	3.72	2.23
	Y	96	7265	181.22	1.88	1.13
Agricola 10N	X	58	9800	191	3.29	1.97
	Y	59	10290	129.61	2.19	1.31

La Tabla 7 presenta las valores de μ_u establecidos, bajo la consideración del *efecto dinámico*, con una idealización elasto-plástica perfecta de las curvas de capacidad de los 4 edificios. Además, se presentan valores de μ_{max}, establecidos a partir de considerar que la ductilidad máxima permitida en el sistema estructural durante el sismo de diseño es 60% de μ_u. Aunque para todos los casos bajo consideración la consideración del *efecto dinámico* resulta en un incremento importante en los valores de μ_u y μ_{max}; este incremento no duplica, debido a la formación de un entrepiso blando, la capacidad global de deformación lateral de los edificios. Debido a esto, tanto para el edificio Sirio 10N como para el Agricola 10N, en la dirección Y el valor de la ductilidad máxima se encuentra prácticamente en el límite respecto al su valor de diseño. No deja de ser interesante hacer notar que un incremento de 2 pisos en los edificios, de 8 a 10, resulta en una reducción notable en su capacidad de deformación lateral, de tal manera que aún bajo la consideración del *efecto dinámico*, el uso de *Q=1.5* con fines de diseño resultaría del lado de la inseguridad para edificios de más de 10 niveles.

Tabla 7. Valores de μ establecidos, con consideración del *efecto dinámico*, con una idealización elasto-plástica perfecta

Edificio	Dirección	δ_y (mm)	V_y (kN)	δ_u (mm)	μ_u	μ_{max}
Sirio 8N	X	65	9800	368	5.66	3.4
	Y	70	8200	277.14	3.95	2.37
Agricola 8N	X	51	11380	288	4.47	2.68
	Y	45	12050	188.79	4.19	2.51
Sirio 10N	X	82	9500	387.99	4.73	2.83
	Y	105	7790	270.22	2.57	1.54
Agricola 10N	X	62	10480	250.5	4.04	2.4
	Y	64	11220	193.63	3.02	1.8

4 CONCLUSIONES

Las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería y las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo presentan una serie de cambios respecto a su versión de 2004. Uno de los cambios que más ha llamado la atención de la comunidad mexicana de ingeniería estructural es el relacionado con el incremento sustancial de límite de distorsión para el caso de muros de mampostería confinada con refuerzo horizontal. En particular, el valor de 0.01 considerado por la versión actual de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo duplica el considerado por el Apéndice A de la versión de 2004.

Es importante tener en cuenta que dado que la estabilidad del comportamiento de un muro, una vez que su deformación lateral rebasa aquella asociada al punto de resistencia máxima, depende de manera importante del nivel de carga axial en compresión que actua en él, es necesario tener cuidado en extrapolar los resultados obtenidos en un número limitado de estudios experimentales dinámicos llevados a cabo en sistemas de mampostería de pocos pisos. Un estudio cuidadoso de la evidencia experimental usada para justificar el incremento en los límite de distorsión deja ver una seria limitación en cuanto a la altura, relación de aspecto y nivel de carga axial considerados en los estudios experimentales. Esto implica que la distorsión de 0.01 puede no ser representativa de la capacidad de deformación lateral de muros de mampostería confinada que forman parte de edificios de mediana altura diseñados de acuerdo a las normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México.

Para entender el impacto que tienen los cambios introducidos en la versión más reciente de las normas técnicas complementarias, en términos de la seguridad estructural de las edificaciones de mampostería de mediana altura construidas en la Ciudad de México, se diseñaron 4 edificios estructurados con base en muros de carga de mampostería confinada, reforzada horizontalmente. Para establecer las propiedades estructurales de los edificios se llevaron a cabo una serie de análisis estáticos no lineales. Para ello, se propuso un curva envolvente trilineal *cortante-distorsión* que considera el conocimiento más reciente que se tiene en cuanto a la influencia de la geometría, la existencia y cantidad de refuerzo horizontal, y el nivel de carga axial, en la capacidad de deformación de muros de mampostería.

Dado que una de las argumentaciones de mayor peso para incrementar la distorsión límite de los muros de mampostería, es que en pruebas dinámicas se ha observado que la capacidad de deformación de los muros “se duplica” en relación con lo observado en pruebas cuasi-estáticas y seudo-dinámicas, se consideró relevante tomar en cuenta ese efecto en los estudios que aquí se reportan. De esta manera, se llevaron a cabo dos series de análisis estáticos no lineales, la primera con modelos que no consideran el *efecto dinámico* de la acción sísmica, y la segunda con modelos que consideran este efecto.

Fue posible observar, en todos los casos estudiados, que independientemente de si se considera o no el efecto dinámico en la capacidad de deformación de los muros, una vez que un edificio de mampostería alcanza su resistencia máxima, solo es necesario un incremento mínimo de desplazamiento

lateral para que alcance un estado de inestabilidad global. Puede concluirse que, bajo la consideración de un estado de deformación lateral monótonamente creciente, todos los edificios transitan de manera súbita de un estado de daño estructural reparable a su inestabilidad estructural.

Con base en los resultados de los análisis estáticos no lineales, es posible concluir que un *Q* de 1.5 para el diseño de edificios de mampostería confinada con refuerzo horizontal pueden resultar en edificios inseguros de mediana altura. Aún bajo la consideración del *efecto dinámico*, los edificios de 10 pisos bajo consideración en este artículo quedan al límite de su capacidad.

Ni los estudios experimentales ni los analíticos aportan una base lo suficientemente sólida para los valores de distorsión límite y *Q* considerados por las NTCDS para el diseño de edificios de mampostería con refuerzo horizontal en Ciudad de México. Dichos valores resultan demasiado optimistas para el caso de edificios de mediana y gran altura, y hacen posible el diseño de edificios que no satisfacen los requisitos de seguridad ímplicitos en el uso de las NTCDS. A corto plazo, es importante limitar el número de pisos permitido para los edificios de mampostería construidos en la Ciudad de México y; a largo plazo, la elaboración de requerimientos de diseño que tomen en cuenta el nivel de carga axial y la relación de aspecto de los muros de mampostería en la determinación de los valores de distorsión máxima y *Q* usados para el diseño.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su gratitud al profesor Juan José Pérez-Gavilan y al M.I Raúl Jean por permitirles el uso de la información relacionada a las plantas arquitectónicas de los edificios estudiados. Además, el primer autor agradece al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por la beca recibida para llevar acabo sus estudios de doctorado.

REFERENCIAS

Aguilar, G., & Alcocer, S. (2001). *Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería confinada ante cargas laterales*. CENAPRED.

ASCE/SEI. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13)*: American Society of Civil Engineers.

Cardel, O. (2015). *Estudio analítico de la interacción momento-cortante en muros de mampostería.* (Maestría en ingeniería estructural), Universidad Nacional Autónoma de México.

Carrillo, J., & Alcocer, S. M. (2012). Backbone Model for Performance-Based Seismic Design of RC Walls for Low-Rise Housing. *Earthquake Spectra, 28*(3), 943-964. doi:10.1193/1.4000068

Chadwell, C. Imbsen & Associates, 2004."XTRACT–Cross Section Analysis Software for Structural and Earthquake Engineering.".

Cruz-Olayo, A. I. (2015). *Contribución del refuerzo horizontal a la resistencia de muros de mampostería confinada.* (Maestría en ingeniería estructural), Universidad Nacional Autónoma de México.

Espinosa Cazarín, E. F., Terán Gilmore, A., Zúñiga Cuevas, O., & Perilliat, R. J. (2014). Consideraciones para el diseño sísmico de edificios altos de mampostería confinada ubicados en zonas sísmicas. *Ingeniería sísmica*(90), 88-109.

Flores, Pérez Gavilán, J. J., & Durán, R. (2016). *Ensaye de dos estructuras de mampostería confinada de tres niveles a escala 1:2, variando el refuerzo horizontal*. Paper presented at the XX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida, Yucatán.

Flores, L. (2019, 20 al 23 de Noviembre de 2019). *Ensaye de muros de bloque hueco de concreto con refuerzo interior ante carga lateral.* Paper presented at the XXII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Monterrey, Nuevo León. .

Flores, L. E., & Alcocer, S. M. (2001). *Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada*: Sistema Nacional de Protección Civil, Centro Nacional de Prevención de Desastres.

Huerta-Carpizo, C., Jean-Perrilliat, R., Ochoa Valdés, A., & Carrillo Cruz, R. E. (2018). *Comparativa entre el diseño de estructuras de mampostería con las NTC-DCEM 2017 respecto a 2014*. Paper presented at the XXI Congreso Nacional de ingeniería Estructural, Campeche, Campeche.

Lovon, H., Tarque, N., Silva, V., & Yepes-Estrada, C. (2018). Development of Fragility Curves for Confined Masonry Buildings in Lima, Peru. *Earthquake Spectra, 34*(3), 1339-1361. doi:10.1193/090517eqs174m

NIST (2014). *Seismic design of special reinforced masonry shear walls: A guide for practicing engineers*. Gaithersburg, MD.

NTCCADEE (2017). *Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructuralde las Edificaciones*.

NTCDCEM (2004). *Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de mampostería*. Ciudad de México: Gaceta oficial de la Ciudad de México.

NTCDCEM (2017). *Normas técnias complementarias de diseño y construccion de estructuras de mampostería*. Ciudad de México: Gaceta oficial de la Ciudad de México.

NTCDS (2017). *Normas técnicas complementarias de diseño por sismo*. Ciudad de México: Gaceta oficial de la Ciudad de México.

Pérez-Gavilán, J. J., Aguirre, J., & Ramírez, L. (2018). Sismicidad y seguridad estructural en las construcciones: lecciones aprendidas en México. *Salud Pública de México, 60*, 11. doi:10.21149/9300

Perez-Gavilan, J. J., Flores, L. E., & Alcocer, S. M. (2015). An Experimental Study of Confined Masonry Walls with Varying Aspect Ratios. *Earthquake Spectra, 31*(2), 945-968. doi:10.1193/090712eqs284m

Pérez Gavilán, J. J. (2019). *Ductility of Confined MasonryWalls: Results from Several Experimental Campaigns in Mexico.* Paper presented at the 13th North American Masonry Conference, Salt Lake City, Utah.

Riahi, Z., Elwood, K. J., & Alcocer, S. M. (2009). Backbone model for confined masonry walls for performance-based seismic design. *Journal of structural engineering, 135*(6), 644-654.

Sugano, S., Saito, T., Zavala, C., Cardenas, & Lourdes. (2014). Strength and Deformation of Confined Brick Masonry Walls Subjected to Lateral Forces – Review of Existing Test Data in Japan and Peru –. *Journal of Disaster Research, 9*(6), 984-992. doi:10.20965/jdr.2014.p0984

Taveras, M. A. (2008). *Recomendaciones para el modelado de estructuras de mamposteria confinada ante carga lateral.* (Maestro en ingeniería estructural), Universidad Nacional Autónoma de México.

Terán-Gilmore, A., Zuñiga-Cuevas, O., & Ruiz-García, J. (2009). Displacement-based seismic assessment of low-height confined masonry buildings. *Earthquake Spectra, 25*(2), 439-464.

Tomaževič, M., & Klemenc, I. (1997). Seismic behaviour of confined masonry walls. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 26*(10), 1059-1071. doi:doi:10.1002/(SICI)1096-9845(199710)26:10<1059::AID-EQE694>3.0.CO;2-M

Yekrangnia, M., Bakhshi, A., & Ghannad, M. A. (2017). Force-displacement model for solid confined masonry walls with shear-dominated failure mode. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 46*(13), 2209-2234. doi:doi:10.1002/eqe.2902